مقاوم‌سازی ساختمان‌های فولادی به‌کمک میراگرهای اصطکاکی چرخشی★

«یادداشت پژوهشی»

محمد علی هادیان فرد[۱]

چکیده با استفاده از میراگرهای اصطکاکی چرخشی می توان رفتار لرزه ای ساختمان‌های فولادی را بهبود بخشید و نیروهای داخلی را در بادبندها، ستون‌ها و سایر اعضای سازه به‌مقدار قابل‌توجهی کاهش داد. در این تحقیق روشی ساده برای مدل‌سازی و تحلیل قاب‌های بادبندی مجهز به این میراگرها پیشنهاد گردیده است. مدل پیشنهادی به‌خوبی بیانگر رفتار لرزه‌ای میراگر است و قابل کاربرد برای تحلیل قاب‌های بادبندی شده با مقاطع رایج در ایران می‌باشد. قاب‌های فولادی بادبندی شده در دو حالت بدون میراگر و همراه با میراگر مورد تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی قرار گرفته و مواردی نظیر برش پایه، نیروی محوری ستون‌ها و بادبندها، جابه‌جایی نسبی طبقات و غیره با هم مقایسه گردیده‌اند. سازه در تمامی موارد سازه با میراگر عملکرد بهتری داشته و رفتار لرزه ای مناسب‌تری از خود نشان داده است. بنابراین برای تقویت ساختمان‌های موجود و یا طراحی سازه‌های جدید با وزن کمتر، استفاده از میراگرهای اصطکاکی بسیار مفید می باشد.

واژه های کلیدی مقاوم‌سازی، میراگر اصطکاکی چرخشی، ساختمان‌های فولادی، استهلاک انرژی.

Rehabilitation of Steel Structures by Using the Rotational Friction Dampers

M. A. Hadianfard

Abstract *The rotational friction dampers can be improved the seismic behavior of the steel structures, and they can be reduced the internal forces in the bracing members, columns and the other structural members. In this research, a simple method for modeling and analysis of braced frames equipped by these dampers is proposed. The proposed model describes seismic behavior of dampers very well and it is applicable to analysis of braced frames with common sections in Iran. Braced steel frames with dampers and without dampers are considered for time-history dynamic analysis, and some parameters such as: base shear, axial forces of the columns and the bracing, drift of stories etc. for two different cases are compared. In the entire analyzes, the structure with damper has been shown the better performance and the more suitable seismic behavior than the structure without damper. Then, use of frictional dampers for rehabilitation of existing buildings or designing of new structures with minimum weight is very useful.*

Keywords Rehabilitation, Rotational Friction Damper, Steel Structure, Energy Dissipation.

★ تاریخ دریافت مقاله ۸۹/۱۰/۲۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۲/۱۰ می‌باشد.

(۱) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز.

مقدمه

استفاده از میراگرهای اصطکاکی برای کاهش پاسخ دینامیکی سازه‌ها در برابر بارهای جانبی باد و زلزله به‌عنوان یک سیستم ارزان‌قیمت مستهلک کننده‌ی انرژی که به‌راحتی قابل نصب و تعمیر می‌باشد، توسط محققان زیادی مورد مطالعه و آزمایش قرار گرفته است. از این جمله می‌توان به مطالعات انجام شده توسط پال و مارش [1]، هم‌چنین آیکن و همکاران [2,3]، گریگورین و پاپو [4] اشاره نمود. استفاده از میراگر اصطکاکی چرخشی برای اولین بار در سال ۲۰۰۲ توسط مؤلا و بیلیو [5] مورد مطالعه و آزمایش قرار گرفت. این افراد پاسخ یک قاب فولادی یک‌طبقه‌ی مجهز به بادبندهای شورون (مهاربند ۸) پیش‌تنیده همراه با میراگر اصطکاکی چرخشی را مورد بررسی قرار دادند. هم‌چنین تحقیقات تکمیلی بر روی قاب‌های مهاربندی شده مجهز به میراگر اصطکاکی چرخشی در سال ۲۰۰۷ توسط پارک و همکاران [6] انجام گرفت.

مؤلا و بیلیو [5] اثر نیروی پیش‌تنیدگی بادبندها را بر روی رفتار میراگر اصطکاکی و پاسخ سازه بررسی نمودند و نشان دادند که میزان پیش‌تنیدگی بادبندها نقش اساسی در تغییر پاسخ سازه ندارد و اصولاً پیش‌تنیدگی برای اقتصادی کردن مقطع بادبندها و جلوگیری از کمانش آنها دارای کاربرد می‌باشد. در تحقیقات انجام شده توسط ایشان حداکثر تفاوت بین پاسخ دو سازه یکی با استفاده از ۱۰۰ درصد نیروی پیش‌تنیدگی و دیگری با ۲۰ درصد نیروی پیش‌تنیدگی کمتر از ٤ درصد بوده است.

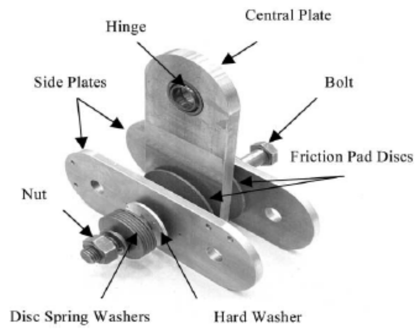
بنابراین با توجه به نوع ساخت و سازها در ایران که معمولاً از سیستم قاب‌های بادبندی استفاده می‌گردد و باید سیستم مهاربندی در زلزله‌های متوسط و خفیف بتواند بدون استفاده از عملکرد میراگر نیروهای جانبی را تحمل کند و جابه‌جایی سازه را کنترل نماید، لازم است که بادبندها از مقاطع نسبتاً قوی و مقاوم در برابر کمانش ساخته شوند. در این حالت در زلزله‌های قوی قبل از کمانش بادبندها میراگرها فعال می‌گردند و با لغزش ایجاد شده در آنها انرژی زلزله مستهلک می‌گردد.

در تحقیق حاضر روشی ساده و عملی برای مدل کردن میراگرها توسط نرم‌افزارهای رایج آنالیز سازه نظیر ETABS پیشنهاد گردیده است و سپس رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی مهاربندی شده همراه با میراگرهای اصطکاکی چرخشی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است و با رفتار سیستم‌های فاقد میراگر مقایسه گردیده است و نشان داده شده است که استفاده از میراگرهای اصطکاکی می‌تواند به مقدار قابل‌توجهی رفتار لرزه‌ای سازه را بهبود بخشد. مهاربندها به‌صورت شورن است و میراگر در محل اتصال مهاربند به تیر قرار دارد، در ضمن میله‌های مهاربند به‌صورت پیش تنیده نیست و برای آنها از مقاطع متداول در ایران (مقاطع دوبل ناودانی) استفاده شده است. بنابراین مهاربندها به‌گونه‌ای طراحی گردیده‌اند که دارای مقاومت فشاری کافی هستند و قبل از لغزش میراگر کمانش نمی‌کنند. در اصل تفاوت مدل استفاده شده در این پژوهش با مدل‌های قبلی مطالعه شده توسط مؤلا [5] و پارک [6] در نوع مقطع مهاربندها می‌باشد.

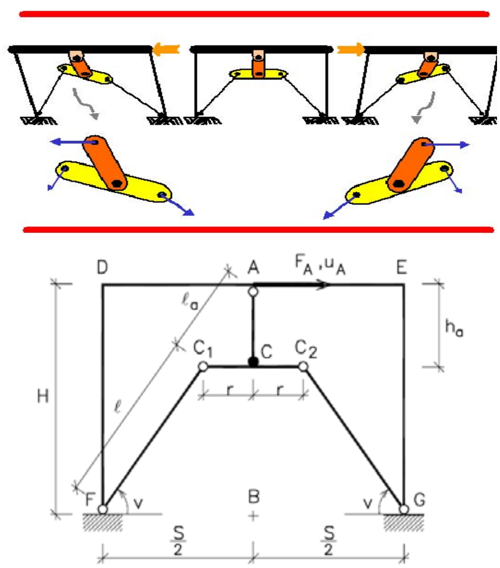
مشخصات میراگر اصطکاکی چرخشی

در شکل(۱) نمونه‌ای از میراگر اصطکاکی چرخشی نمایش داده شده است. هم‌چنین یک تصویر شماتیک از نحوه‌ی استقرار سیستم میراگرهای متصل به مهاربندهای شورن در شکل(۲) نشان داده شده است. از آن‌جایی که مهاربندهای متصل به صفحه‌ی افقی میراگر مانع چرخش آن می‌شوند، میراگر مانند یک گره Tشکل صلب عمل می‌کند که در صورت غلبه‌ی گشتاور اعمالی بر مقاومت اصطکاکی شروع به چرخش می‌نماید و توسط نیروی اصطکاکی موجود بر وجوه تماس باعث استهلاک انرژی می‌شود. اگر لنگر چرخشی اصطکاکی قابل تحمل توسط میراگر را با M_f نمایش دهیم (بعد از این لنگر پیچشی در میراگر لغزش رخ می‌دهد) و لنگر نهایی ناشی از نیاز لرزه‌ای در

میراگر قفل شده و بدون لغزش معادل M_U باشد، مقاومت نرمالیز شده میراگر را می‌توان به‌صورت $\eta_m = M_f/M_u$ بیان نمود. اگر لنگر لغزش در میراگر برابر با صفر باشد ($M_f=0$) در این حالت $\eta_m = 0$ معادل با قاب صلب بدون بادبندی است. و اگر لنگر لغزش میراگر معادل با نیاز لرزه‌ای باشد ($M_f = M_u$) در این حالت $\eta_m = 1$ است که معادل با قاب بادبندی بدون میراگر می‌باشد. بنابراین محدوده‌ی عملکرد میراگر چرخشی مربوط به $0<\eta_m<1$ است. بهترین η_m که حداکثر اتلاف انرژی و حداقل جابه‌جایی در قاب را ایجاد می‌کند، نشان‌دهنده‌ی میزان لنگر لغزش بهینه برای میراگر می‌باشد [5].



شکل۱ قطعات میراگر اصطکاکی چرخشی



شکل۲ تصویر شماتیک از قاب مجهز به میراگر اصطکاکی چرخشی [5]

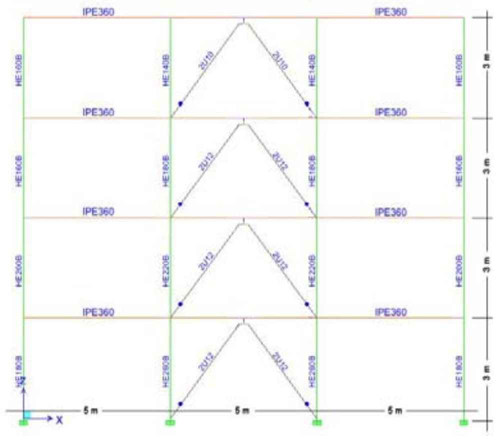
مدل کردن سازه شامل میراگر

در این تحقیق برای مدل کردن سازه از نرم‌افزار ETABS2000 استفاده شده است. و روشی ساده و عملی برای مدل کردن میراگرهای اصطکاکی چرخشی پیشنهاد گردیده است که با استفاده از آن می‌توان قاب‌های دوبعدی یا سه‌بعدی چندین طبقه را به‌راحتی مورد تحلیل قرار داد. قاب‌های مورد بررسی همگی به‌صورت قاب صلب بادبندی شده می‌باشند و کلیه‌ی بادبندها به شکل (۸) (شورن) و مجهز به سیستم میراگر اصطکاکی چرخشی می‌باشند که در محل اتصال بادبند به تیر قرار می‌گیرند. برای اعضای تیر و ستون و بادبند از المان‌های FRAME و برای میراگر اصطکاکی از المان LINK استفاده گردیده است. به‌کمک این المان، مقادیر سختی و میرایی و هم‌چنین مقاومت تسلیم (لنگر لغزش) و نسبت سختی پس از تسلیم جهت میراگرهای چرخشی تعریف می‌گردد و رفتار میراگر به‌صورت دو خطی مدل می‌شود.

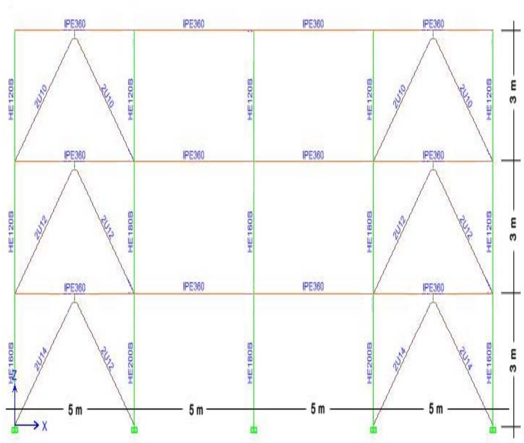
میراگر چرخشی اصطکاکی، به‌صورت دو میله‌ی صلب که به‌صورت T شکل به هم مفصل گردیده‌اند مدل شده است. همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده است، دو گره مربوط به انتهای بال Tشکل محل اتصال عضوهای قطری مهاربند و گره انتهای جان T شکل محل اتصال میراگر به تیر می‌باشد. گره وسط عضو Tشکل که در آن محل دو میله‌ی صلب به‌هم مفصل شده‌اند، بیان‌کننده‌ی رفتار اصلی میراگر می‌باشد. با تعریف المان LINK در این نقطه و اختصاص رفتار دو خطی به آن، بعد از رسیدن لنگر به لنگر لغزش، این گره به‌صورت مفصل عمل می‌نماید و باعث اتلاف انرژی زلزله می‌گردد.

آنالیز سازه به‌صورت دینامیکی تاریخچه زمانی و با استفاده از رکورد زلزله‌ی السنترو صورت گرفته است قاب‌های مورد مطالعه شامل دو قاب دوبعدی A وB مطابق اشکال (۳) و (٤) و قاب سه‌بعدی C مطابق شکل (۵) می‌باشند. خصوصیات مقاطع استفاده شده در قاب‌های دوبعدی A وB در جداول (۱) و (۲) و

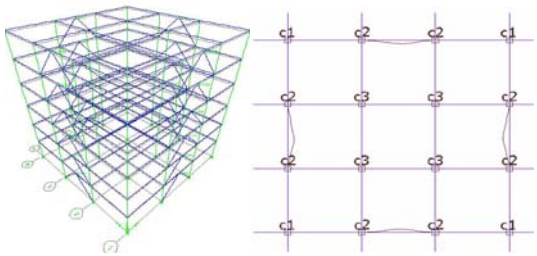
خصوصیات مقاطع مربـوط بـه قـاب سـه‌بعـدی C در جدول(۳) منعکس گردیده است. در قاب‌های دوبعدی A و B بار مرده‌ی وارد بر تیرها برابر با ۳ تن بـر متـر و بار زنده برابر با ۱ تن بر متر در نظر گرفته شده است و در قاب سه‌بعدی C بـار مـرده برابـر بـا ۷۰۰ کیلـوگرم برمتر مربع و بار زنده برابر با ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربـع در نظر گرفته شده است.



شکل۳ نمایش قاب نوع A



شکل٤ نمایش قاب نوع B



شکل ۵ نمایش نما و پلان قاب سه‌بعدی نوع C

جدول۱ مشخصات مقاطع قاب دوبعدی A

طبقه	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی	تیرها	باد بندها
۱	HEB 200	HEB 260	IPE360	2U12
۲	HEB 200	HEB 220	IPE360	2U12
۳	HEB 180	HEB 180	IPE360	2U12
٤	HEB 160	HEB 140	IPE360	2U10

جدول۲ مشخصات مقاطع قاب دوبعدی B

طبقه	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی (کنار بادبند)	ستون وسط	تیرها	باد بندها
۱	HEB 160	HEB 200	HEB 180	IPE360	2U12
۲	HEB 120	HEB 180	HEB 160	IPE360	2U12
۳	HEB 120	HEB 120	HEB 120	IPE360	2U10

جدول۳ مشخصات مقاطع قاب سه بعدی C

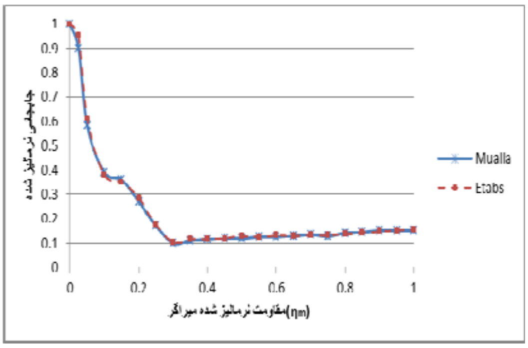
بادبند ها	تیرهای ساختمان	ستون های وسط ساختمان(C3)	ستون های کنار بادبند (C2)	ستون های چهارگوشه ساختمان (C1)	طبقه
2U 30	IPE 270	HEB 700	HEB 700	HEB 700	۱
2U 30	IPE 270	HEB 400	HEB 700	HEB 700	۲
2U 28	IPE 270	HEB 400	HEB 450	HEB 700	۳
2U 22	IPE 270	HEB 400	HEB 450	HEB 600	٤
2U 18	IPE 270	HEB 300	HEB 300	HEB 400	۵
2U 14	IPE 270	HEB 240	HEB 240	HEB 260	٦

صحت‌سنجی مدل‌سازی

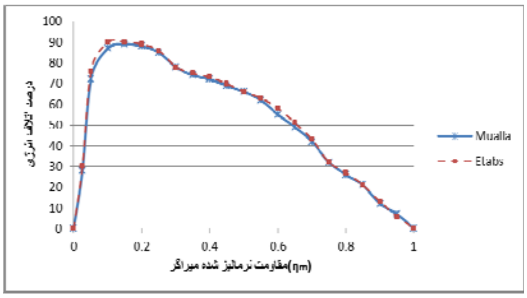
به‌منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی‌های انجام شده، قاب یک‌دهانه‌ی یک‌طبقه‌ی در نظر گرفته شده توسط مؤلا و بیلیو [5] که توسط نرم‌افزار DRAIN-2DX تحلیل شده است، در این مطالعه مجدداً با نرم‌افزار ETABS-2000 مدل‌سازی و تحلیل شده است. خصوصیات این قاب به شرح زیر می‌باشد:

دهانه‌ی قاب برابر با ۷/٦ متر و ارتفاع آن ٤/٦ متر می‌باشد. تیر قاب به‌صورت کاملاً صلب و با سختی بی‌نهایت در نظر گرفته شده است. اتصال ستون‌ها به تکیه‌گاه به‌صورت کاملاً گیردار و مقطع ستون‌ها از نوع بال‌پهن با ممان اینرسی $I=34\times10^6\ mm^4$ می‌باشند. وزن کل سازه معادل ٤۵۰ کیلو نیوتن و پریود آن برابر $T=1\ Sec$ می‌باشد و نسبت میرایی برابر با ۵ درصد در نظر گرفته شده است. بر روی این قاب در محل اتصال بادبند شورون از میراگر اصطکاکی چرخشی به ابعاد $r=0.165\ m$ و $h_a=0.2\ m$ استفاده شده است (h_a ارتفاع میراگر و r عرض میراگر مطابق با شکل ۲ می‌باشد). برای بادبندها از سه مقطع مختلف استفاده شده است؛ مقطع اول از میلگرد به قطر ١٦ میلی‌متر و مساحت $A_b=201mm^2$ می‌باشد و مقاطع دوم و سوم هر کدام دارای مساحت‌های $2A_b$ و $3A_b$ می‌باشند. شتاب‌نگاشت مورد استفاده برای تحلیل تاریخچه زمانی، مؤلفه‌ی شمالی-جنوبی زلزله‌ی السنترو با حداکثر شتاب $PGA=3.417\ m/Sec^2$ می‌باشد. رفتار غیرخطی میراگر به‌صورت دو خطی مدل گردیده است.

در شکل (٦) پاسخ به‌دست آمده برای سازه (جابه‌جایی نرمالیز شده) در ازای مقادیر مختلف η_m (مقاومت نرمالیز شده‌ی میراگر) که توسط مؤلا و بیلیو [۷] قبلاً به‌کمک نرم‌افزار DRAIN-2DX محاسبه شده است با پاسخ به‌دست آمده در این مقاله توسط نرم‌افزار ETABS مقایسه گردیده است (برای حالت $3A_b$). همچنین در شکل (۷) درصد اتلاف انرژی به‌دست آمده از دو حالت فوق با هم مقایسه گردیده است. حداکثر تفاوت در نتایج در حدود ٦ درصد می‌باشد که حاکی از دقت خوب مدل‌سازی به‌روش پیشنهادی توسط نرم‌افزار ETABS می‌باشد.



شکل ٦ مقایسه پاسخ سازه حاصل از نرم‌افزار ETABS و مطالعات مؤلا [5]



شکل ۷ مقایسه‌ی درصد اتلاف انرژی حاصل از نرم‌افزار ETABS و مطالعات مؤلا [5]

برآورد نیروی لغزش بهینه در میراگر

نیروی لغزش میراگر به نیرویی گفته می‌شود که گشتاور ناشی از آن نیرو حول نقطه‌ی چرخش از گشتاور اصطکاکی صفحات حول آن نقطه بیشتر شود و باعث لغزیدن صفحات اصطکاکی روی هم گردد. نکته‌ی مهمی که در طراحی میراگر اصطکاکی وجود دارد تعیین میزان نیروی لغزش بهینه در گره‌های اصطکاکی می‌باشد. برای این منظور لازم است که به توضیحات زیر توجه نمود.

۱- سیستم میراگر اصطکاکی نباید در برابر بارهای باد و زلزله های ضعیف تا متوسط و یا در برابر نیروهای برشی به‌دست آمده از روابط استاتیکی آئین‌نامه‌ها شروع به لغزش نماید. این مطلب حداقل مقدار نیروی لغزش را مشخص می‌نماید.

۲- عملاً لغزش در میراگر باید قبل از شروع جاری شدن در هر یک از المان‌های سازه، رخ دهد که این مطلب نیز حداکثر مقدار نیروی لغزش را مشخص می‌نماید .

۳- عمل لغزش در میراگر باید به‌نحوی باشد که مقدار انرژی تلف شده به‌وسیله‌ی عمل اصطکاک به حداکثر مقدار خود برسد.

حدود بالا و پایین که در بندهای اول و دوم مشخص شده است محدوده‌ای را برای تعیین مقدار تقریبی نیروی اصطکاک مشخص می‌نماید و با انجام چند سری آنالیز غیرخطی می‌توان مقدار نیروی لغزش بهینه را با توجه به بند سوم مشخص کرد. برای این کار کافی است که سازه توأم با میراگر برای نیروهای لغزش مختلف آنالیز شود و با استفاده از نتایج آن نیروی لغزشی (لنگر لغزشی) که کمترین نیروی برش را در طبقه به‌وجود می‌آورد به‌عنوان نیروی لغزش بهینه‌ی میراگر انتخاب گردد.

برای قاب یک‌دهانه‌ی یک‌طبقه‌ی نشان داده شده در شکل (۲) که مجهز به میراگر و بادبندهای پیش‌تنیده می‌باشد می‌توان مقدار لنگر لغزش بهینه (M_{FOPT}) را پس از آنالیز سازه از رابطه‌ی (۱) به‌دست آورد [7,8].

$$\frac{M_{FOPT}}{h_a E A_b} = \frac{u_{AO}}{L} \cos^2 v \qquad (۱)$$

در این رابطه h_aارتفاع میراگر، u_{AO} تغیرمکان جانبی قاب، A_b سطح مقطع بادبند، E مدول الاسیسیته‌ی فولاد، L طول بادبند و v زاویه‌ی بادبند نسبت به محور افق می‌باشد.

برای مدل‌های تحلیل شده در این مقاله که به‌صورت قاب‌های چنددهانه‌ی چندطبقه می باشند و از بادبندهای با مقاطع معمول ناودانی و بدون پیش‌تنیدگی استفاده شده است، رابطه‌ی (۱) دارای دقت کافی نیست و به‌جای آن باید از گام‌های سه‌گانه‌ی توضیح داده شده در بالا استفاده نمود. در مدل‌های مورد نظر برای پیدا کردن لنگر لغزش بهینه، قاب را تحت اثر رکورد زلزله‌ی السنترو تحلیل نموده و برای نیروهای لغزش مختلف، نیروی برش طبقات محاسبه و بر اساس کمترین نیروی برش ایجاد شده، مقدار نیرو (لنگر) لغزش بهینه محاسبه گردیده است.

به‌عنوان نمونه برای قاب دوبعدی مدل A نتایج تحلیل در جدول(٤) و برای قاب دوبعدی مدل B نتایج در جدول (٥) منعکس گردیده است. برای هر دو قاب مقادیر به‌دست آمده از فرمول (۱) با مقادیر دقیق به‌دست آمده از تحلیل مقایسه گردیده است که حاکی از عدم دقت کافی رابطه‌ی (۱) برای مدل‌های تحلیل شده می‌باشد (به‌جز برای طبقه‌ی آخر ساختمان).

برای هر دو قاب A و B مقادیر ν و L مطابق زیر در نظر گرفته شده است.

$$\text{زاویه‌ی عضو مهاربند} = \nu = Tan^{-1}(\frac{3}{2.5}) = 50$$

$$\text{طول عضو مهاربند} = L = \sqrt{3^2 + 2.5^2} = 3.9$$

با توجه به جدول (٤) مقدار لنگر لغزش بهینه برای کلیه‌ی طبقات قاب مدل A برابر با M_{FOPT} =5.5 T.m انتخاب گردیده است. هم‌چنین با توجه به جدول (٥) برای قاب مدل B در طبقات اول و دوم M_{FOPT} =5 T.m و در طبقه‌ی سوم معادل M_{FOPT} =3 T.m در نظر گرفته شده است.

برای قاب سه‌بعدی مدل C مقادیر تغییرمکان و لنگر لغزش در جهت X و Y در جدول (٦) ارائه گردیده است. با توجه به این جدول در جهت X از لنگر لغزش $M_{FOPT\text{-}x}$ =8 T.m و در جهت Y از لنگر لغزش $M_{FOPT\text{-}y}$ =5 T.m استفاده شده است.

جدول ٤ تغییرمکان طبقات و لنگر لغزش در قاب مدل A

طبقه	تغییرمکان (mm)	لنگر لغزش بهینه براساس رابطه‌ی (۱) (T.m)	لنگر لغزش بهینه حاصل از تحلیل دقیق (T.m)
٤	٤/٠	٤/٨٠	٤/٨٠
٣	٤/٤	٦/٦٥	٥/٣٥
٢	٥/٤	٨/١٦	٥/٨٥
١	٣/٨	٥/٧٤	٤/٩٠

جدول ٥ تغییرمکان طبقات و لنگر لغزش در قاب مدل B

طبقه	تغییر مکان (mm)	لنگر لغزش بهینه براساس رابطه‌ی (۱) (T.m)	لنگر لغزش بهینه حاصل از تحلیل دقیق (T.m)
٣	٢/٥	٣/٠٤	٣/١٠
٢	٤/٠	٦/٠٤	٤/٩٠
١	٥/٢	٧/٨٦	٦/٢٠

جدول ٦ تغییرمکان طبقات و لنگر لغزش در قاب سه‌بعدی مدل C

طبقه	تغییرمکان X (mm)	MX (T.m)	تغییرمکان Y (mm)	MY (T.m)
٦	٥/٠	٥/٨	٢/٥	٢/٩
٥	٦/٠	٦/٧	٣/٥	٤/٢
٤	٧/٣	٨/٥	٥/٠	٥/٧
٣	٦/٥	٧/٨	٤/٥	٥/١
٢	٥/٥	٦/٦	٣/٩	٤/٨
١	٣/٥	٤/٧	٣/١	٤/٠

بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه شامل میراگر

پس از محاسبه‌ی نیروی لغزش بهینه به‌نحوی که قبلاً اشاره شد، مشخصات میراگر کامل می‌شود. پس از آن در سازه‌های مورد مطالعه می‌توان اثر وجود میراگر را بر روی پارامترهایی نظیر لنگر ستون‌ها، نیروی محوری ستون‌ها، برش طبقات، تغییرمکان نسبی طبقات، شتاب ماکزیمم طبقات و اتلاف انرژی در سازه مورد بررسی قرار داد. در جدول شماره‌ی (۷) نیروها و تغییرمکان‌های مربوط به سازه‌ی مدل A در دو حالت با میراگر و بدون میراگر و در جدول (۸) مقادیر مربوط به سازه‌ی مدل B ارائه شده است. هم‌چنین در جدول شماره‌ی (۹) این مقادیر برای سازه سه‌بعدی مدل C ارائه گردیده است. مطابق این جداول دیده می‌شود که در قاب مدل A که فقط شامل یک دهانه‌ی بادبندی مجهز به میراگر می‌باشد، مقدار برش پایه در حدود ۳۳ درصد و در قاب مدل B که دارای دو دهانه بادبندی مجهز به میراگر و تعداد طبقات کمتری می باشد، مقدار برش پایه در حدود ٦٥ در صد کاهش یافته است که تقریباً دو برابر قاب مدل A می باشد. همچنین میزان کاهش نیروی محوری ستون‌ها و بادبندها در مدل A در حدود ۳۵ درصد و در مدل B در حدود ۷۵ درصد می‌باشد. میزان کاهش تغییرمکان‌ها نیز در قاب مدل B در حدود ۳/۵ برابر قاب مدل A می‌باشد که همگی نشان‌دهنده‌ی کارایی و عملکرد مناسب میراگر چرخشی می‌باشند. رفتار مناسب میراگرها در کاهش نیروهای داخلی و تغییر مکان‌ها و بهبود مشخصات لرزه‌ای سازه در قاب سه‌بعدی مدل C نیز کاملاً مشهود می‌باشد.

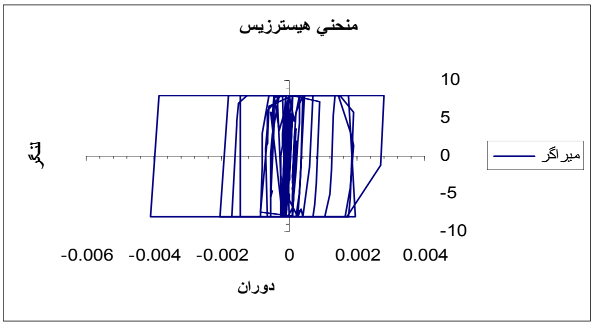
در شکل(۸) نمودار نیرو-تغییرمکان (لنگر-دوران) میراگر مربوط به مدل C رسم شده است. لنگر لغزش در این میراگر M=8 T.m تعریف شده است. رفتار هیسترسیس و کارکرد این میراگر با توجه به لنگر لغزش معرفی شده به‌خوبی مشخص می‌باشد، و دیده می‌شود که سطح داخلی این منحنی که بیان کننده‌ی میزان اتلاف انرژی می‌باشد، بسیار قابل‌توجه است. منحنی هیسترسیس فوق از لحاظ شکل ظاهری و میزان اتلاف انرژی تطابق بسیار خوبی با منحنی‌های به‌دست آمده از نتایج آزمایشگاهی مؤلا و بیلیو [7] دارد.

یکی دیگر از شاخص‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها حداکثر میزان برش ناشی از زلزله در طبقات مختلف ساختمان است. در شکل (۹) نیروی برشی طبقات در سازه‌ی مدل C در جهت X و در دو حالت با میراگر (FMBD) و بدون میراگر (FMB) مقایسه شده است، به‌کمک میراگر اصطکاکی برش پایه از ٤٥٥ تن در سازه بدون میراگر به مقدار ۲٥٦ تن در سازه با میراگر کاهش یافته است. در شکل(۱۰) برای سازه‌ی مدل C تغییرات نیروی محوری یک بادبند نسبت به زمان (تاریخچه زمانی نیروی بادبند) برای دو حالت با میراگر و بدون میراگر رسم شده است. در سازه بدون میراگر (FMB) نیروی محوری بادبند در زمان ٥ ثانیه برابر با Ton ۹۸ می‌باشد درصورتی‌که در همین زمان در سازه با میراگر (FMBD) نیروی محوری برابر با Ton ٥۹ می‌باشد. اما در زمان ۲٥ ثانیه نیروی محوری بادبندها در هر دو سازه بدون میراگر و با میراگر برابر با ۲۲ تن می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی این است که استفاده از میراگر اصطکاکی باعث کم شدن نیروی بادبندها در زمان اوج می‌باشد و منحنی نیروی محوری بادبندها را هموارتر می‌سازد. در تمامی مدل‌ها نیروی محوری بادبندها هنگام استفاده از میراگر اصطکاکی کاهش یافته است، در مجموع عملکرد میراگر اصطکاکی در پایین آوردن نیروی محوری بادبندها کاملاً مطلوب ارزیابی می‌گردد.

در تحلیل‌های فوق مشاهده گردید که با اضافه کردن میراگر اصطکاکی، علاوه بر کاهش برش پایه‌ی ساختمان، مقدار نیروی حداکثر در بادبندها نیز توسط لغزش میراگر کنترل می‌گردد و کاهش می‌یابد؛ و عملاً اعضای اصلی سازه (تیرها و ستون‌ها) دارای تغییرشکل‌های غیرخطی اندکی می‌باشند که باعث حذف یا کاهش خسارت در ساختمان می‌گردد.

جدول۷ نیروها و تغییرمکان‌های مربوط به سازه‌ی مدل A

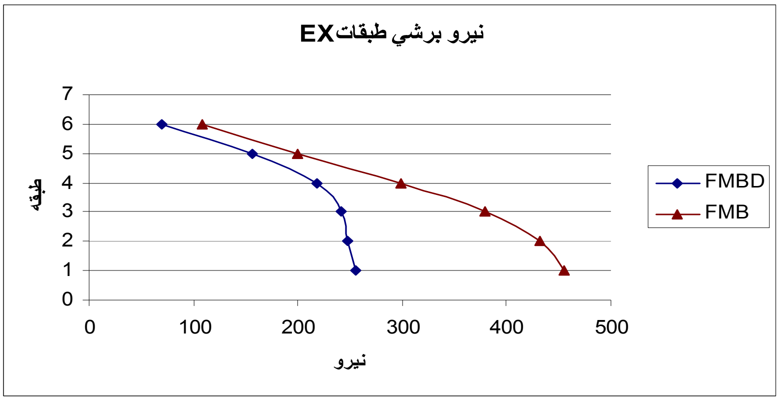
ردیف	نیروها و تغییرمکان‌های سازه	سازه با میراگر	سازه بدون میراگر	میزان کاهش در اثر میراگر (درصد)
۱	مجموع نیروی محوری بادبندها (Ton)	۶۲/۸۱	۹۴/۵	۳۴
۲	مجموع نیروی محوری ستون‌ها (Ton)	۹۶/۱۵	۱۴۹/۱۴	۳۶
۳	مجموع لنگر خمشی ستون‌ها (T.m)	۱۳/۶	۱۵/۹	۱۴
۴	تغییر مکان نسبی بام (mm)	۳/۸	۴/۹	۲۲
۵	تغییر مکان بام (mm)	۱۶/۷	۱۹/۵	۱۴
۶	برش پایه (Ton)	۴۳/۵۹	۶۵/۶	۳۳
۷	شتاب بام (m/S^2)	۴	۴/۷۷	۱۶



شکل۸ نمودار نیرو- تغییر مکان میراگر اصطکاکی

جدول ۸ نیروها و تغییرمکان‌های مربوط به سازه‌ی مدل B با میراگر و بدون میراگر

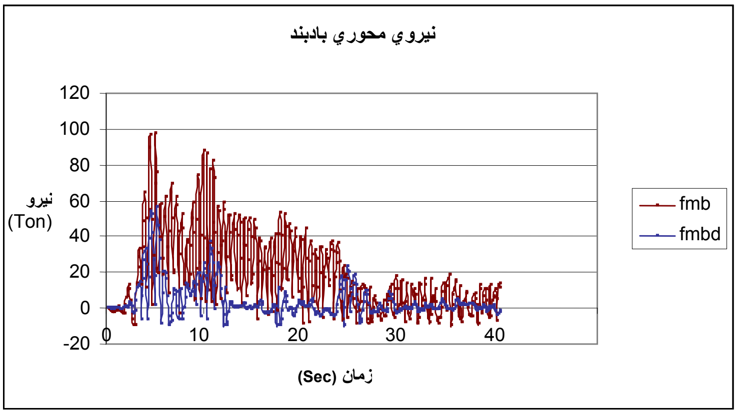
ردیف	نیروها و تغییرمکان‌های سازه	سازه با میراگر	سازه بدون میراگر	میزان کاهش در اثر میراگر (درصد)
۱	مجموع نیروی محوری بادبندها (Ton)	۱۸/۵۸	۶۵/۰۹	۷۲
۲	مجموع نیروی محوری ستونها (Ton)	۸/۳۴	۴۲/۳۲	۸۰
۳	مجموع لنگر خمشی ستونها (T.m)	۰/۹۴۵	۳/۹۵	۷۶
۴	تغییر مکان نسبی بام (mm)	۰/۸۳	۲/۷۴	۷۱
۵	تغییر مکان بام (mm)	۲/۱	۷/۱۴	۷۰
۶	برش پایه (Ton)	۱۵/۸	۴۵/۵۶	۶۵
۷	شتاب بام (m/S^2)	۱/۱۲	۴/۵۸	۷۵



شکل ۹ برش طبقات در سازه‌ی مدل C

جدول ۹ نیروها و تغییر مکان‌های مربوط به سازه‌ی مدل C با میراگر و بدون میراگر

ردیف	نیروها و تغییر مکان های سازه	جهت X			جهت Y		
		با میراگر	بدون میراگر	درصد کاهش	با میراگر	بدون میراگر	درصد کاهش
۱	مجموع نیروی محوری بادبندها (Ton)	۲۲۰	۴۱۰	۴۷	۲۶۸	۶۸۸	۶۱
۲	مجموع نیروی محوری ستونها (Ton)	۸۶۸	۱۶۳۸	۶۸	۷۰۵	۱۴۸۴	۵۲
۳	مجموع لنگر خمشی ستونها (Ton.m)	۴۶۰	۷۹۱	۴۲	۹۸	۱۴۰	۳۰
۴	تغییر مکان نسبی بام (mm)	۶/۵	۸/۱۵	۲۰	۴/۷	۷/۸	۴۰
۵	تغییر مکان بام (mm)	۳۰	۴۶/۵	۳۵	۱۴	۲۵	۴۴
۶	برش پایه (Ton)	۲۵۶	۴۵۵	۴۴	۲۱۵	۲۹۹	۲۸
۷	شتاب بام (m/S^2)	۴/۵	۶	۲۵	۵/۴۶	۷/۰۹	۲۳



شکل ۱۰ نیروی محوری بادبند در سازه‌ی مدل C

بحث و نتیجه‌گیری

در این تحقیق روشی ساده و کارآمد برای مدل‌سازی میراگرهای اصطکاکی چرخشی توسط نرم‌افزارهای معمول تحلیل سازه پیشنهاد گردید. تحلیل‌ها و ارزیابی‌های انجام شده نشان دادند که روش پیشنهادی به‌خوبی رفتار غیرخطی میراگر را مدل می‌کند و دارای دقت کافی می‌باشد. هم‌چنین نتایج نشان دادند که استفاده از میراگرهای اصطکاکی چرخشی در قاب‌های بادبندی ساخته شده از مقاطع معمول بادبندی (مثلاً ناودانی دوبل) و بدون پیش‌تنیده کردن بادبندها، می‌تواند رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها را به مقدار زیادی بهبود بخشد.

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته و مقایسه‌ی دو سازه همراه با میراگر و بدون میراگر می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از میراگرهای اصطکاکی چرخشی باعث کاهش نیروی داخلی اعضا و تغییر مکان جانبی سازه می‌گردد و هم‌چنین کاهش عمده‌ی وزن سازه و بهبود عملکرد لرزه‌ای آن را به‌دنبال دارد. از طرفی با توجه به این‌که استفاده از این میراگرها به‌راحتی امکان‌پذیر می‌باشد، بنابراین به‌منظور مقاوم‌سازی سازه‌های موجود و یا افزایش سطح عملکرد آنها و هم‌چنین برای طرح سازه های جدید استفاده از این نوع میراگر بسیار مفید و کارا می‌باشد.

مراجع

1. Pall, A.S. and Marsh, C., "Response of friction damped braced frames", *J. Struc. Div., ASCE*, 108, pp. 1313–23, (1982).
2. Aiken, I. and Kelly, S., "Earthquake simulator testing and analytical studies of two energy absorbing systems for multi-storey structures", Report No. UCB/EERC-90/03, EERC, Berkeley, (1990).
3. Aiken, J.D., Kelly, J.M. and Pall, A.S., "Seismic Response of a nine-story steel frame with friction damped cross-bracing", Report No. UCB/EERC-88/17, November, (1988).
4. Grigorian, C.E. and Popov, E.P., "Slotted bolted connection energy dissipaters", *J. of Earthquake Spectra, EERI*, 9(3), pp. 491–504, (1993).
5. Mualla, I.H. and Belev, B., "Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation", *J. of Eng. Struct.*, 24, pp. 365–371, (2002).
6. Park, J.H., Min, K.W., Chung, L., Lee, S.K., Kim, S.H. and Moon, B.W., "Equivalent linearization of a friction damper–brace system based on the probability distribution of the extremal displacement", *J. of Eng. Struct.*, 29, pp. 1226–1237, (2007).
7. Nielsen, L. and Mualla, I.H., "A friction damping system low order behavior and design", Rapport BYG.DTUR-030, Danmarks Tekniske University, (2002).

8. Mualla, I.H., "Experimental & computational evaluation of a new friction damper device", Ph.D. Thesis, Dept. of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, (2000).